

Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України  
Харківська національна академія міського господарства

## **Методичні вказівки**

**до виконання курсового проекту № 1,  
практичних занять та самостійної роботи**

**з дисципліни**

## **«Залізобетонні та кам'яні конструкції»**

### **Розділ 2. Проектування збірних елементів перекриття, колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом**

(для студентів 3-4 курсів денної і заочної форм навчання  
напряму підготовки 6.060101 «Будівництво»  
спеціальностей «Промислове і цивільне будівництво»  
та «Охорона праці в будівництві»)

Харків  
ХНАМГ  
2011

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1, практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції». Розділ 2. Проектування збірних елементів перекриття, колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом (для студентів 3-4 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» спеціальностей «Промислове і цивільне будівництво» та «Охорона праці в будівництві») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева, О. М. Шаповалов. – Х.: ХНАМГ, 2011. – 42 с.

Укладачі: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева, О. М. Шаповалов

Рецензент: професор кафедри будівельних конструкцій ХНАМГ,  
д. т. н. Г. А. Молодченко

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій ХНАМГ,  
протокол № 7 від 14 квітня 2011 р.

## Зміст

	Стор.
Загальні вказівки . . . . .	5
1. Компоновка перекриття . . . . .	5
2. Приклад розрахунку елементів перекриття цивільної будівлі . . . . .	9
2.1. Навантаження на 1 м <sup>2</sup> перекриття . . . . .	9
2.2. Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl} = 1.5$ м . . . . .	9
2.3. Конструктивний розрахунок плити . . . . .	10
2.4. Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок . . . . .	12
2.5. Розрахунок міцності ригеля в нормальних перерізах . . . . .	13
2.6. Розрахунок міцності ригеля в похилих перерізах. . . . .	14
2.7. Конструювання ригеля цивільної будівлі . . . . .	15
3. Приклад розрахунку елементів перекриття промислової будівлі . . . . .	16
3.1. Навантаження на 1 м <sup>2</sup> перекриття. . . . .	16
3.2. Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl}=1.5$ м . . . . .	17
3.3. Конструктивний розрахунок плити . . . . .	17
3.4. Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок . . . . .	20
3.5. Розрахунок міцності ригеля в нормальних перерізах. . . . .	21
3.6. Розрахунок міцності ригеля в похилих перерізах . . . . .	22
3.7. Конструювання ригеля. Економічне армування . . . . .	22
4. Розрахунок колони будівлі . . . . .	25
4.1. Навантаження на колону . . . . .	25
4.2. Конструктивний розрахунок колони . . . . .	26
4.3. Конструювання збірної колони першого поверху . . . . .	27
5. Проектування монолітного фундаменту під збірну колону . . . . .	29
5.1. Визначення площі підшви фундаменту . . . . .	29
5.2. Перевірка прийнятої висоти фундаменту . . . . .	30
5.3. Конструювання фундаменту . . . . .	30

6.	Графічна частина проекту .....	32
	Список джерел .....	36
	Додатки .....	37

## **Загальні вказівки**

Ці методичні вказівки є другим розділом виконання курсового проекту №1 з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

Рекомендації щодо компоновки перекриття і прив'язок залишаються такими, як у першому розділі проекту, де розглядається конструкція монолітного залізобетонного ребристого перекриття.

У збірному варіанті можлива інша компоновка (напряв ригелів не обов'язково збігається з напрямом головних балок, прольоти ригелів і плит перекриття можуть бути іншими, ніж прольоти головних і другорядних балок).

Студентам пропонується для розробки два варіанта будівель: промислові й цивільні (відповідно до завдання).

Для полегшення роботи студентів над курсовим проектом на практичних заняттях розглядаються розрахунки всіх елементів перекриттів і каркасів у обох варіантах.

### **1. Компоновка перекриття**

Перекриття компонується зі збірних плит, що укладаються на ригелі.

Залежно від кількості прольотів ригелі крайніх прольотів (P1) і середніх прольотів (P2) відрізняються один від одного як зовнішнім виглядом (опалубкою), так і схемою армування.

Залежно від варіанту будівлі (промислова чи цивільна) перекриття компонується по-різному. Для кожного типу будівлі існують свої рекомендації.

#### **А. Цивільна будівля**

Ригелі будівлі мають тавровий профіль із полицями в нижній зоні. В опорі на колону ригель має «підрізку» і прямокутний профіль (рис. 1).

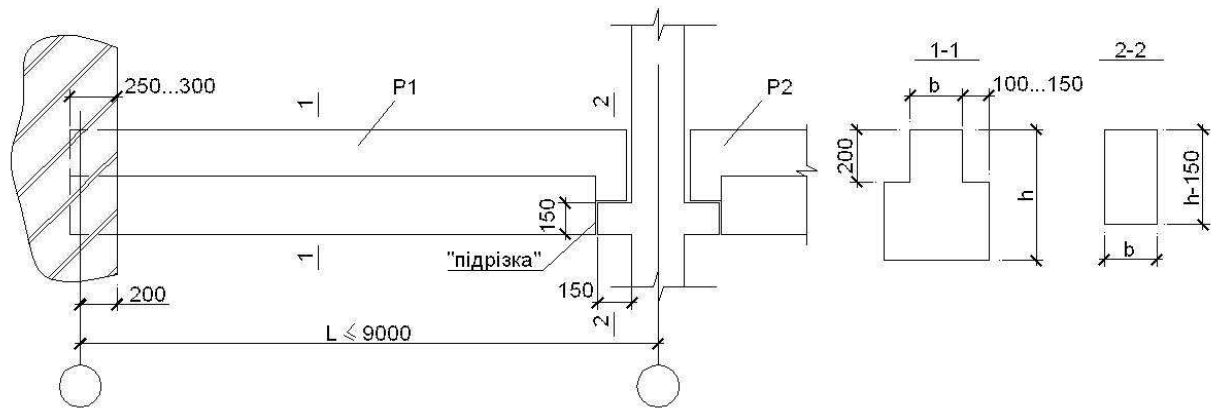


Рис. 1

Висота ригеля приймається як  $h = (1/10...1/12)L$ , ширина профілю  $b = (0.3...0.5)h$ . Фактичні розміри перерізів приймають кратними 50 мм.

Плити (панелі) перекриття мають стандартну номінальну ширину 800...1400, 1500, 1600...2000 мм (через 200 мм). Висота панелей стандартна – 220 мм. Панелі виконують із круглими порожнинами діаметром 159 мм (рис. 2).

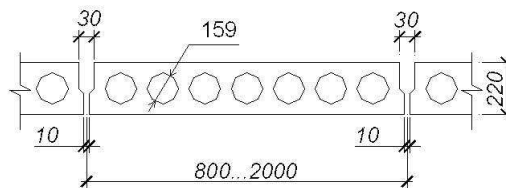


Рис. 2

Панелі укладаються на полиці ригелів (у першому прольоті – на стіну).

Вибір типорозмірів панелей приймається таким, щоб перекрити ширину від внутрішньої поверхні стіни до грані колони або між гранями колон. Залишок розмірів, що не перекриваються панелями, заповнюється монолітним залізобетоном. Розміри поперечного перерізу колон приймаються стандартними – 300×300 мм (при значному навантаженні – 350×350 мм).

### Б. Промислова будівля

Ригелі мають складний профіль (рис. 3).

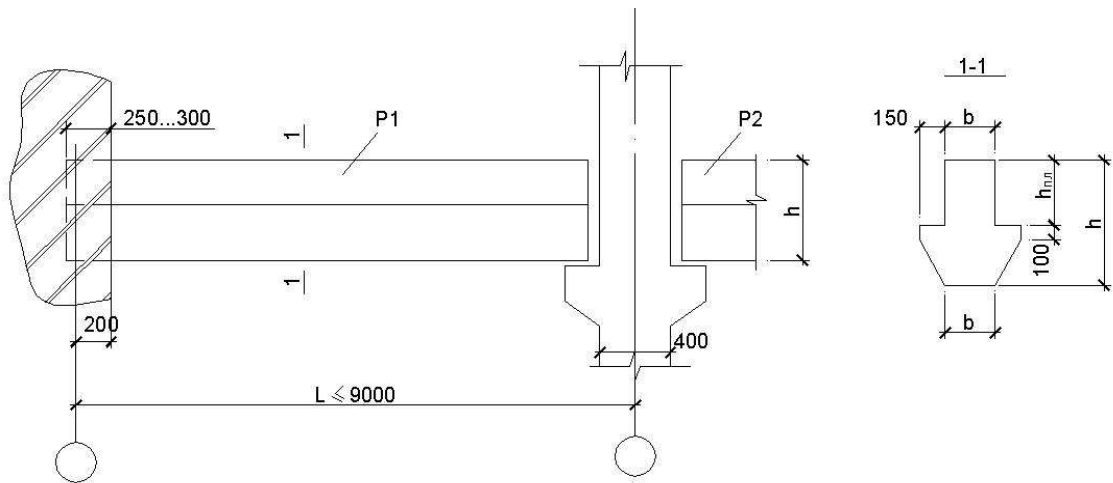


Рис. 3

Розміри перерізу ригеля  $h = (1/10 \dots 1/12)L$ ,  $b = (0.3 \dots 0.5)h$ .

Фактичні розміри перерізу приймають кратними 50 мм.

Плити перекриття мають П-образний профіль і можуть бути номінальною шириною 1200 мм і 1500 мм (рис. 4).

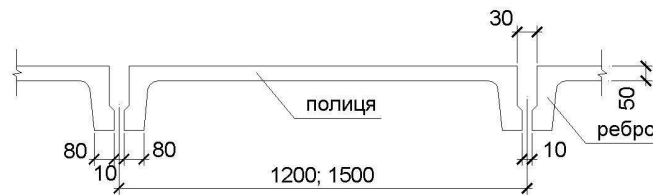
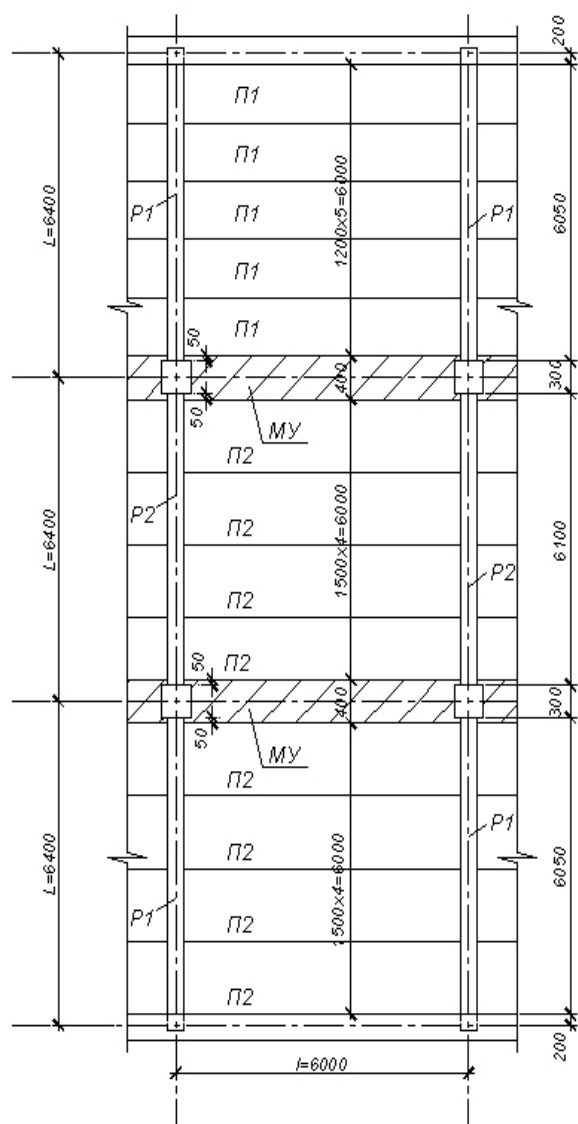


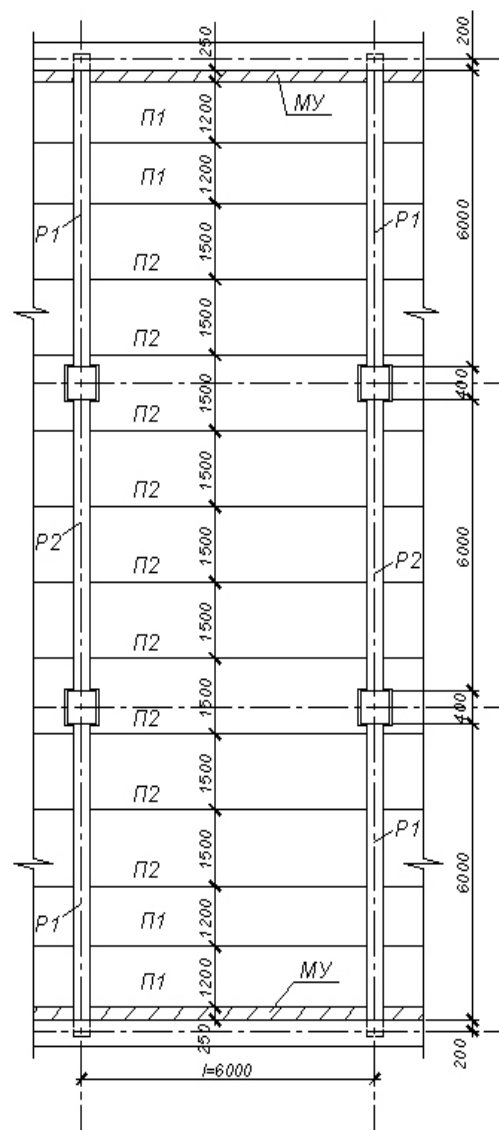
Рис. 4

Компоновка перекриття виконується такою, щоб перекрити відстань між внутрішніми поверхнями протилежних стін. При цьому ребра плит спираються на полиці ригелів і не можуть збігатися з колонами (переріз колон – 400×400 мм). Тому розкладку плит рекомендують починати з середини, від колон, таким чином, щоб ребра однієї плити спиралась на ригелі суміжних прольотів. Полиця цієї плити має виріз, що охоплює колону. Залишок ширини будівлі, що не перекривається плитами, бетонується монолітно. Найчастіше цей залишок бетонують біля стіни.

Приклади можливої компоновки перекриттів у обох типах будівель показані на фрагментах (рис. 5).



а) Цивільная будівля



б) Промислова будівля

Рис. 5



## 2. Приклад розрахунку елементів перекриття цивільної будівлі

### 2.1. Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття

Таблиця 2.1

№	Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
1	<u>А. Постійне</u> Паркет ( $\delta = 2$ см, $\rho = 6$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.02х6	0.12	1.2	0.144
2	Цементний розчин ( $\delta = 3$ см, $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.03х20	0.6	1.3	0.78
3	Звукоізоляція – пінобетон ( $\delta = 6$ см, $\rho = 7$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.06х7	0.42	1.3	0.546
4	Плита залізобетонна (2.7...3.1 кН/м <sup>2</sup> )	3.0	1.1	3.3
	Всього постійне			$g = 4.77$
5	<u>Б. Змінне</u> (за завданням)	3.5	1.2	$v = 4.2$
	<u>В. Сумарне</u>			$q = g + v \approx 9.0$

### 2.2. Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl} = 1.5$ м

Розрахункові зусилля визначають як для однопрольотної вільно опертої балки.

Попередньо приймаємо розміри поперечного перерізу ригеля:  $h=60$  см,  $b=25$  см, ширина полиць ригеля – 10 см. Ширина спирання плити на полицю ригеля  $c = 9$  см. Розрахунковий проліт плити дорівнює відстані від центрів спирання плити на полиці ригелів (рис. 6):

$$l_0 = l - b - c - 2 \text{ зазора} = 6000 - 250 - 90 - 20 = 5640 \text{ мм} = 5.64 \text{ м.}$$

$$\text{Погонне навантаження } q = q_{1\text{м}}^2 \times b_{nl} = 9 \times 1.5 = 13.5 \text{ кН/м.}$$

Розрахункові зусилля

$$M_{\max} = ql^2_0 / 8 = 13.5 \times 5.64^2 / 8 = 53.7 \text{ кНм;}$$

$$Q_{\max} = ql_0 / 2 = 13.5 \times 5.64 / 2 = 38.1 \text{ кН.}$$

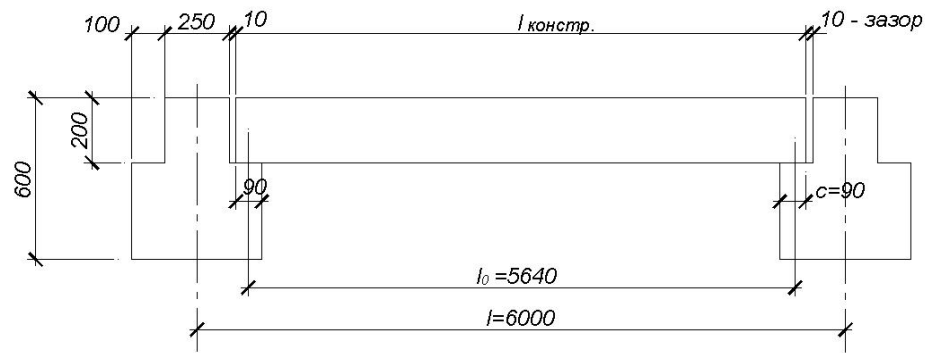


Рис. 6

### 2.3. Конструктивний розрахунок плити

Для виготовлення плити приймають бетон класів В15, В20, В25. Залежно від класу приймають розрахункові характеристики міцності бетону (додаток 1).

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу В20 з розрахунковими міцностями  $R_b = 11.5$  МПа на стиск і  $R_{bt} = 0.9$  МПа на розтяг.

Робочу арматуру приймаємо класу А400С з розрахунковою міцністю  $R_s = 375$  МПа (додаток 3).

Переріз плити має 7 круглих порожнин і розглядається як двотавровий профіль (рис. 7).

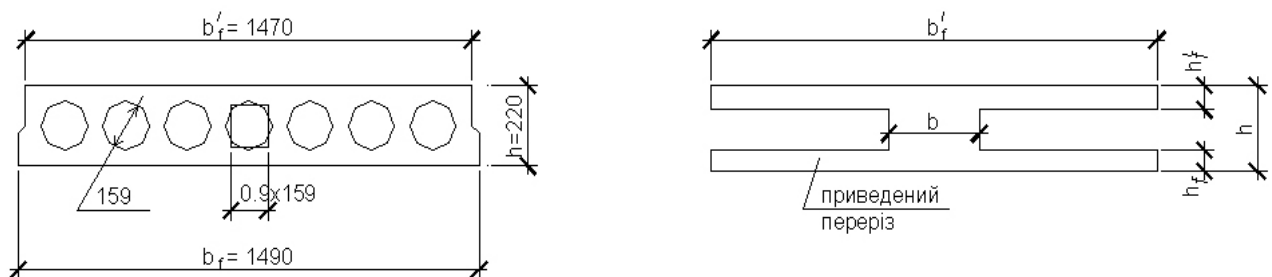


Рис. 7

Для розрахунку приймаємо такі приведені розміри перерізу:  $b'_f = 147$  см;  $b_f = 149$  см;  $h = 22$  см;  $b = 147 - 7 \times 0.9 \times 15.9 = 46.8$  см;  $h_0 = 19.5$  см;  $h_f = h'_f = (22 - 0.9 \times 15.9) / 2 = 3.845$  см.

Положення нейтральної осі визначаємо величиною моменту  $M_f$ :

$$M_f = R_b b' h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) = 1.15 \times 147 \times 3.845 (19.5 - 0.5 \times 3.845) = 11486 \text{ кНсм} = 114.86 \text{ кНм} > M = 53.7 \text{ кНм}.$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах стиснутої полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний:

$$\alpha_m = M_{max} / R_b b' h_0^2 = 5370 / 1.15 \times 147 \times 19.5^2 = 0.103; \quad \zeta = 0.945 \text{ (додаток 4);}$$

$$A_s = M_{max} / \zeta R_s h_0 = 5370 / 0.945 \times 37.5 \times 19.5 = 7.77 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру розташовують по краях перерізу й між порожнинами.

Приймаємо робочу поздовжню арматуру 8Ø12А400С ( $A_s = 9.05 \text{ см}^2$ , додаток 7).

Ця арматура використовується у вигляді нижньої сітки С1, де поперечна конструктивна арматура приймається Ø3Вр-1 з кроком 250 мм.

Перевіряємо необхідність розрахунку міцності похилих перерізів:

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0,$$

де  $\varphi_{b3} = 0.6$ ;

$$\varphi_f = 0.75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0.75 \frac{3 \cdot 3.845 \cdot 3.845}{46.8 \cdot 19.5} = 0.036 < 0.5,$$

$$Q_b = 0.6(1+0.036)0.09 \times 46.8 \times 19.5 = 51.05 \text{ кН} > Q_{max} = 38.1 \text{ кН}.$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно – Ø3Вр-1 з кроком 100 мм. Арматурні каркаси з поперечною арматурою (Кр1) приймаємо довжиною  $1/4 l = 1500 \text{ мм}$  і розташовуємо в опорних зонах по 4 каркаси в перерізі (рис. 8)

У верхній зоні плити розташовуємо конструктивно сітку С2 (Ø3Вр-1 з чарункою 200x200 мм).

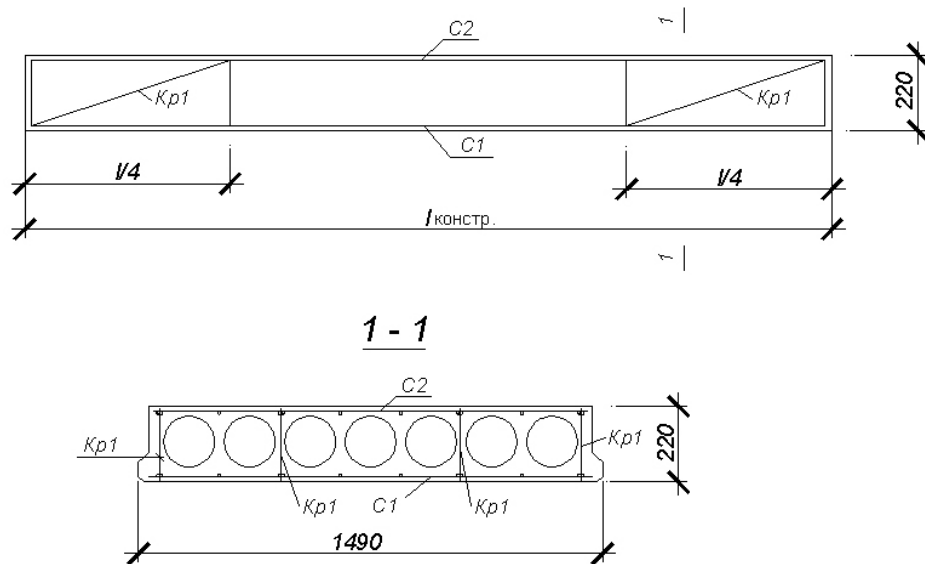


Рис. 8

#### 2.4. Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок

Ригель розраховують як багатопрольотну нерозрізну балку.

Розрахунковий прольот ригеля крайнього прольоту приймають як відстань від середини його спирання на стіну до центральної осі колони (рис. 9). Спирання ригеля на стіну вважають шарнірним, а спирання на колону – жорстким за рахунок зварювання закладених деталей ригеля і колони.

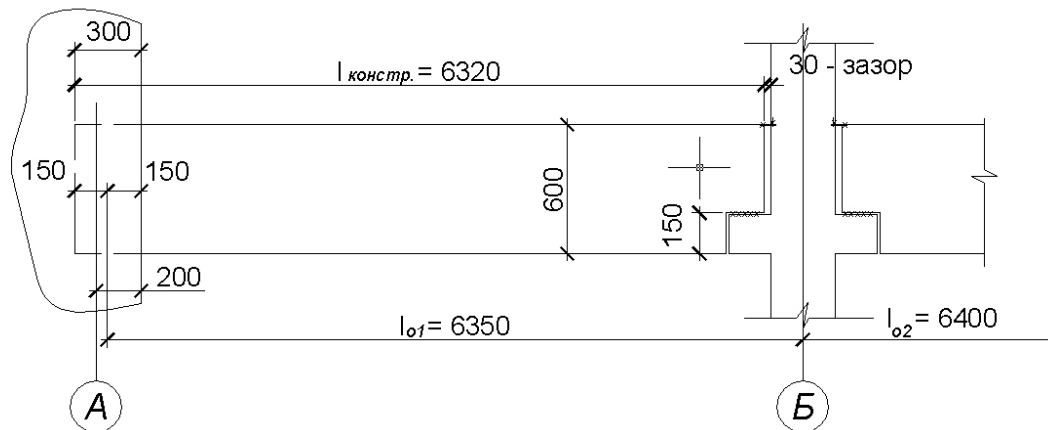


Рис. 9

Розрахунковий прольот ригеля  $l_0 = 6400 - 200 + 150 = 6350$  мм = 6.35 м.

Конструктивна довжина ригеля

$$l_{\text{констр.}} = l_0 + 150 \text{ мм} - h_{\text{к}}/2 - \text{зазор} = 6350 + 150 - 300/2 - 30 = 6320 \text{ мм.}$$

Розрахункове погонне навантаження на ригель:

- постійне  $g = g_{1м}^2 \times l + \gamma_f \times (\text{власна вага нижньої частини ригеля з полицями}) = 4.77 \times 6 + 1.1(0.6 - 0.2)0.45 \times 25 = 33.6 \text{ кН/м};$
- перемінне  $v = v_{1м}^2 \times l = 4.2 \times 6 = 25.2 \text{ кН/м};$
- повне  $q = g + v = 33.6 + 25.2 = 58.8 \text{ кН/м}.$

Для розрахунку крайнього прольоту розглядають дві розрахункові схеми:

- постійне навантаження всіх прольотів ригеля з перемінним навантаженням крайнього прольоту і далі через проліт;
- постійне навантаження всіх прольотів ригеля з перемінним навантаженням першого і другого прольотів.

З першої схеми (додаток 6) визначають найбільший прольотний згинальний момент

$$M_I = (0.08g + 0.101v)l_{01}^2 = (0.08 \times 33.6 + 0.101 \times 25.2)6.35^2 = 211 \text{ кНм}.$$

З другої схеми (додаток 6) визначають найбільший опорний момент

$$M_B = (-0.1g - 0.117v)l_{01}^2 = (-0.1 \times 33.6 - 0.117 \times 25.2)6.35^2 = -254.4 \text{ кНм}.$$

За рахунок перерозподілу зусиль можна зменшити моменти в прольоті і на опорі:

$$M'_I = 0.9M_I = 0.9 \times 211 = 189.9 \text{ кНм};$$

$$M'_B = /0.75M_B/ = 0.75 \times 254.4 = 190.8 \text{ кНм}.$$

Поперечні сили

$$Q_A = (0.4g + 0.45v)l_{01} = (0.4 \times 33.6 + 0.45 \times 25.2)6.35 = 157.4 \text{ кН};$$

$$Q_B = (-0.6g - 0.617v)l_{01} = (-0.6 \times 33.6 - 0.617 \times 25.2)6.35 = -226.8 \text{ кН}.$$

Для конструктивного розрахунку остаточно приймають

$$\text{– в прольоті } M_{np} = M'_I = 189.9 \text{ кНм};$$

$$\text{– на опорі } M_{on} = M'_B - |0.5Q_B h_k| = 190.8 - 226.8 \times 0.15 = 156.8 \text{ кНм}.$$

## 2.5. Розрахунок міцності ригеля в нормальних перерізах

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу В25 ( $R_b = 14.5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 1.05 \text{ МПа}$ ), робочу арматуру – класу А400С ( $R_s = 375 \text{ МПа}$ ).

### А. Арматура в прольоті

Робочу висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 55$  см.

$$\alpha_m = M_{np} / R_b b h_0^2 = 18990 / 1.45 \times 25 \times 55^2 = 0.213; \quad \zeta = 0.88;$$

$$A_s = M_{np} / \zeta R_s h_0 = 18990 / 0.88 \times 37.5 \times 55 = 10.46 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø20А400С + 2 Ø 18А400С ( $A_s = 11.37 \text{ см}^2$ ).

### Б. Арматура на опорі (робоча висота перерізу $h_0 = 41$ см)

$$\alpha_m = M_{on} / R_b b h_0^2 = 15680 / 1.45 \times 25 \times 41^2 = 0.257; \quad \zeta = 0.85;$$

$$A_s = 15680 / 0.85 \times 37.5 \times 41 = 12.0 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28А400С ( $A_s = 12.32 \text{ см}^2$ ).

## **2.6. Розрахунок міцності ригеля в похилих перерізах**

Розрахунок виконується окремо на поперечну силу  $Q_A = 157.4$  кН для повного перерізу з  $h = 60$  см і на поперечну силу  $Q_B = 226.8$  кН для перерізу з «підрізкою» на опорі В ( $h = 45$  см).

Як приклад розглядається розрахунок на  $Q_{max} = Q_B = 226.8$  кН. Розрахунок виконуємо в наступному порядку.

1. Приймаємо поперечну арматуру в двох каркасах за умови зварювання

$$2\text{Ø}8\text{А}400\text{С} (A_{sw} = 1.01 \text{ см}^2); \text{ крок хомутів } S_w = 15 \text{ см} (S_w \leq h/3).$$

2. Виконуємо перевірку:

$$Q_{max} \leq 0.3 \varphi_{bl} \varphi_{wl} R_b b h_0,$$

$$\text{де } \varphi_{bl} = 1 - 0.01 R_b = 1 - 0.01 \times 14.5 = 0.855;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \alpha \mu_w, \quad \alpha = E_b / E_s = 20000 / 3000 = 6.67;$$

$$\mu_w = A_{sw} / b S_w = 1.01 / 25 \times 15 = 0.00269;$$

$$0.3 \times 0.855 \times (1 + 5 \times 6.67 \times 0.00269) 1.45 \times 25 \times 41 = 415.5 \text{ кН} > Q_{max} = 226.8 \text{ кН}.$$

3. Визначаємо несучу здатність бетону:

$$Q_{b.min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{br} b h_0. \quad \varphi_f = 0.$$

$$Q_{b.min} = 0.6 \times 0.105 \times 25 \times 41 = 64.6 \text{ кН}.$$

4. Погонна несуча здатність поперечної арматури

$$q_{sw} = A_{sw} R_{sw}/S_w = 1.01 \times 29/15 = 1.95 \text{ кН/см.}$$

Перевірка:  $q_{sw} \geq \phi_{b3} (1 + \phi_f) R_{bt} b/2,$

$$0.6 \times 0.105 \times 25/2 = 0.787 \text{ кН/см} < q_{sw} = 1.95 \text{ кН/см.}$$

#### 5. Горизонтальна проекція похилої тріщини

$$c_0 = \sqrt{\phi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}} = \sqrt{2 \times 0.105 \times 25 \times 41^2 / 1.95} = 65.6 \text{ см.}$$

Перевірка:  $h_0 = 41 \text{ см} < c_0 < 2 h_0 = 82 \text{ см.}$

$$Q_b = \frac{\phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \text{ де } \phi_{b2} = 2,0; \quad c = c_0 = 65.6 \text{ см.}$$

$$Q_b = \frac{2 \times 0.105 \times 25 \times 41^2}{65.6} = 134.5 \text{ кН.}$$

Приймаємо  $Q_b = 134.5 \text{ кН.}$

Оскільки  $Q_b = 134.5 \text{ кН} < Q_{max} = 226.8 \text{ кН}$ , необхідно розраховувати хомути.

#### 6. Несуча здатність поперечної арматури

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 1.95 \times 65.6 = 128 \text{ кН.}$$

#### 7. Несуча здатність перерізу

$$Q_{sect} = Q_b + Q_{sw} = 134.5 + 128 = 262.5 \text{ кН} > Q_{max} = 226.8 \text{ кН.}$$

Усі перевірки виконані, остаточно приймаємо поперечну арматуру Ø8A400C з кроком  $S_w = 150 \text{ мм.}$

На опорі А приймаємо попередньо в двох каркасах 2Ø6A400C, крок у приопорній зоні ( $0.25l$ )  $S_{w1} = h/3 = 200 \text{ мм.}$  Крок поперечної арматури в середній зоні довжини ригеля приймаємо  $S_{w2} = 400 \text{ мм}$  ( $S_{w2} \leq 0.75h = 450 \text{ мм}$ ).

Усі подальші перевірки виконують за раніше наведеним алгоритмом.

### 2.7. Конструювання ригеля цивільної будівлі

Прольотну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймають конструктивно (2Ø12A240C).

Опорну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр2. Довжина каркасів Кр2 – чверть прольоту ригеля. Нижню арматуру каркасів Кр2

приймають конструктивно. У більшості конструкцій її приймають діаметром нижньої прольотної арматури (2Ø18A400C).

Армування полиць ригеля виконують гнутими каркасами Кр3.

Схема армування ригеля показана на рис. 10.

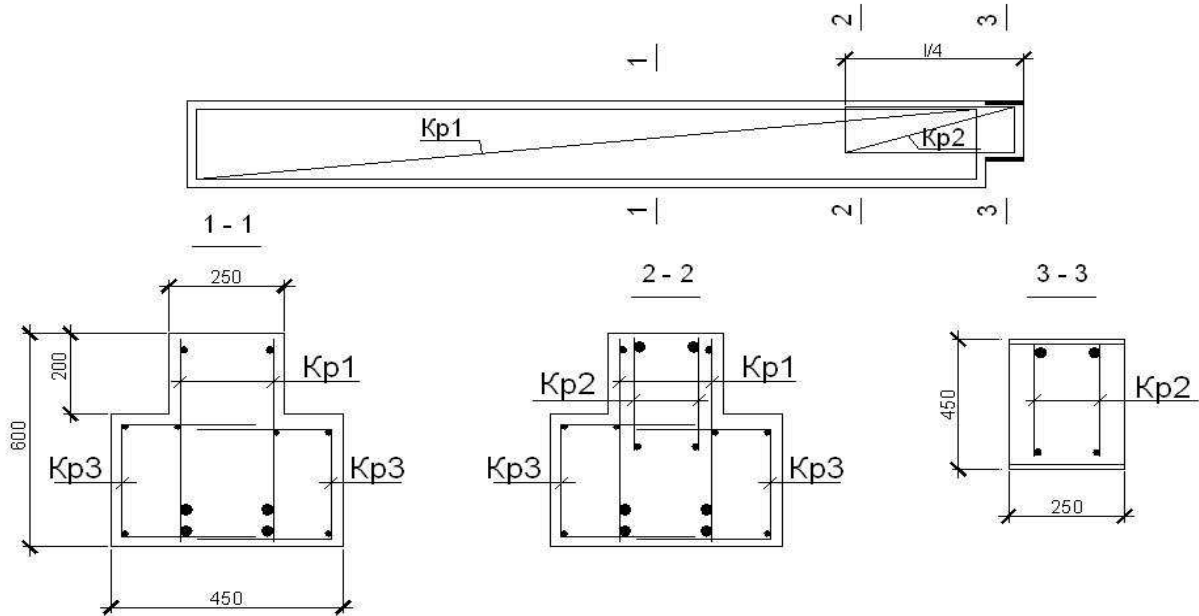


Рис. 10

### 3. Приклад розрахунку елементів перекриття промислової будівлі

#### 3.1. Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття

Таблиця 3.1

№	Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
1	<u>А. Постійне</u> Мозаїчне покриття ( $\delta=2$ см, $\rho=20$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.02x20	0.4	1.3	0.52
2	Звукоізоляція (пінобетон) 0.06x8	0.48	1.3	0.624
3	Залізобетонна плита (1.8...2.5 кН/м <sup>2</sup> )	2.4	1.1	2.64
4	Всього постійне <u>Б. Змінне</u> (за завданням)	8,0	1.2	$g = 3.784$ $v = 9.6$
	<u>Сумарне</u>			$q = g + v = 13.39$





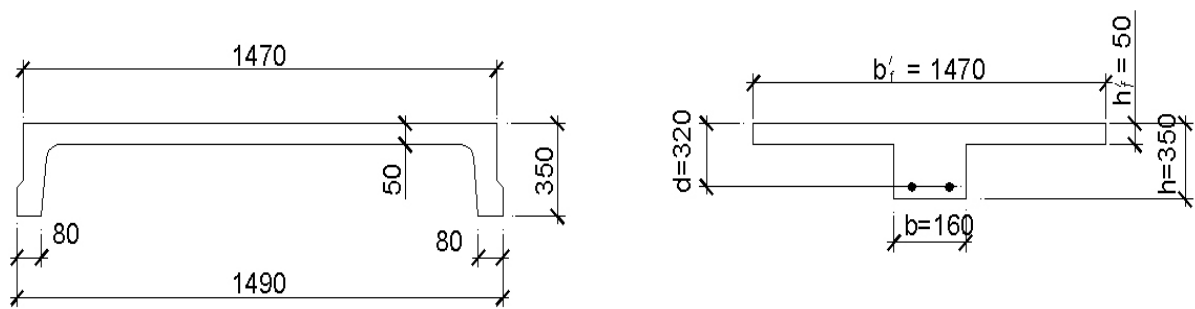


Рис. 12

Положення нейтрального шару

$$M_f = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0.5 h_f') = 1.15 \times 147 \times 5 (32 - 2.5) = 24934 \text{ кНсм} = 249.3 \text{ кНм} > M_{\max} = 78 \text{ кНм}.$$

Нейтральний шар розташований в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

$$\alpha_m = 7800 / 1.15 \times 147 \times 32^2 = 0.045; \quad \zeta = 0.9754;$$

$$A_s = 7800 / 0.975 \times 37.5 \times 32 = 6.67 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру приймаємо 2Ø22A400C ( $A_s = 7.6 \text{ см}^2$ ) і розташовуємо в двох каркасах (по одному каркасу в ребрі плити).

Верхню арматуру в каркасах приймаємо конструктивно 2Ø12A240C.

Поперечну арматуру приймаємо за умови зварювання з робочою арматурою (Ø6A240C). Крок хомутів у приопорній зоні  $S_{w1} \leq h/2$ , в середині прольоту –  $S_{w2} \leq 0.75h$ . Приймаємо  $S_{w1} = 15 \text{ см}$ ,  $S_{w2} = 25 \text{ см}$ .

У роботі на поперечну силу разом із ребрами бере участь і частина полиці шириною  $b_l = b + 3h_f = 16 + 3 \times 5 = 31 \text{ см}$ ,

тому несуча здатність перерізу на поперечну силу збільшується на величину

$$\varphi_f = 0.75 h_f' (b_f' - b) / b h_0 = 0.75 \times 5 (31 - 16) / 16 \times 32 = 0.11.$$

Розрахунок поперечної арматури виконуємо в послідовності:

1. Перевіряємо умову  $Q_{\max} \leq 0.3 \varphi_{b1} \varphi_{w1} R_b b h_0$  (див. п.2.6).

2. Визначаємо несучу здатність бетону

$$Q_{b.min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0 = 0.6 \times 1.11 \times 0.09 \times 16 \times 32 = 30.4 \text{ кН}.$$

### 3. Погонна несуча здатність поперечної арматури

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / S_w = 17.5 \times 0.57 / 15 = 0.665 \text{ кН/см};$$

перевірка:  $\varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{bt} b / 2 = 0.6 \times 1.11 \times 0.09 \times 16 / 2 = 0.475 < 0.665 \text{ кН/см}$ .

### 4. Проекція похилої тріщини

$$c_0 = \sqrt{2 \times 1.11 \times 0.09 \times 16 \times 32^2 / 0.665} = 69.8 \text{ см};$$

перевірка:  $h_0 < c_0 < 2h_0$  не виконується, приймаємо  $c_0 = 2h_0 = 64 \text{ см}$ .

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{c}, \text{ де } \varphi_{b3} = 2.0; c = c_0 = 64 \text{ см}.$$

$$Q_b = \frac{2(1 + 0.11) 0.09 \times 16 \times 32^2}{64} = 51.1 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $Q_b = 51.1 \text{ кН}$ .

Тому що  $Q_b = 51.1 \text{ кН} < Q_{max} = 56 \text{ кН}$ , необхідно розраховувати хомути.

### 5. Несуча здатність поперечної арматури

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 0.665 \times 64 = 42.6 \text{ кН}.$$

### 6. Несуча здатність перерізу

$$Q_{sect} = Q_b + Q_{sw} = 51.1 + 42.6 = 96.7 \text{ кН} > Q_{max} = 56 \text{ кН}.$$

Остаточно залишаємо попередньо прийняту поперечну арматуру.

Полицю плити конструктивно армуємо сіткою С1 – Ø4Вр-1 із чарункою 200х200 мм (рис. 13).

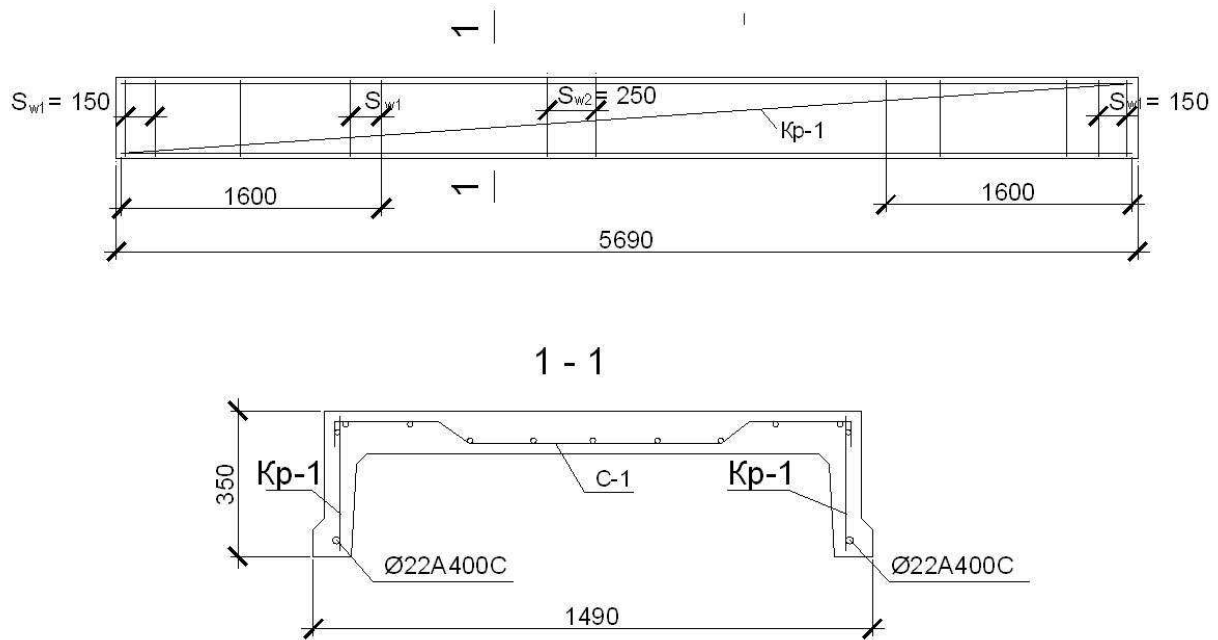


Рис. 13

### 3.4. Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок

Розрахунковий проліт приймають як для ригеля цивільної будівлі ( $l_0 = 6.35$  м). Конструктивна довжина ригеля дорівнює (рис. 14).

$$l_{\text{констр.}} = l_{01} + 150 \text{ мм} - h_{\kappa}/2 - \text{зазор} = 6350 + 150 - 200 - 50 = 6250 \text{ мм.}$$

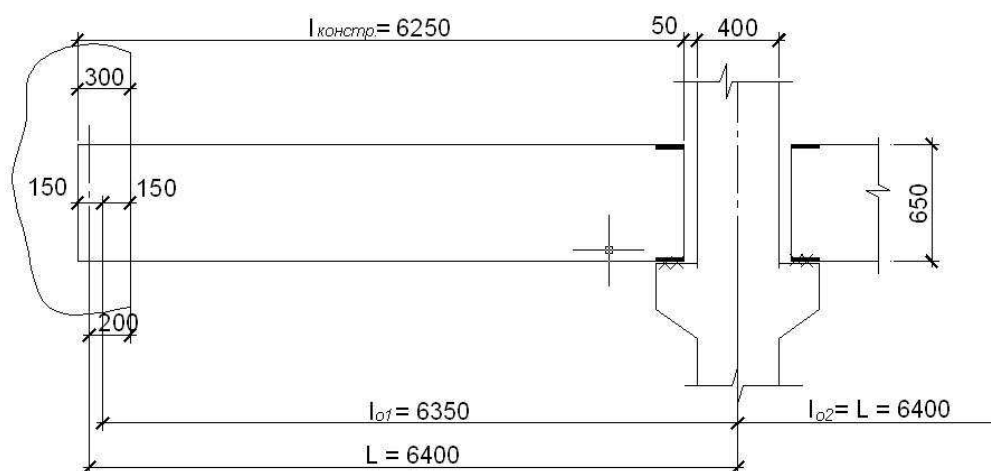


Рис. 14

Розрахункове погонне навантаження

– постійне  $g = g_{1м}^2 l + \gamma_f \times (\text{власна вага нижньої частини ригеля}) =$   
 $= 3.784 \times 6 + 1.1(0.55 \times 0.35 - 0.15 \times 0.2)25 = 27.2 \text{ кН/м};$

– перемінне  $v = v_{1м}^2 l = 9.6 \times 6 = 57.6 \text{ кН/м};$

– повне  $q = g + v = 27.2 + 57.6 = 84.8 \text{ кН/м}.$

Для розрахунку крайнього прольоту розглядають дві розрахункові схеми (див. п.2.4), з яких визначають згинальні моменти і поперечні сили:

$$M_I = (0.08 \times 27.2 + 0.101 \times 57.6) 6.35^2 = 322.3 \text{ кНм};$$

$$M_B = (-0.1 \times 27.2 - 0.117 \times 57.6) 6.35^2 = -381.4 \text{ кНм};$$

$$Q_A = (0.4 \times 27.2 + 0.45 \times 57.6) 6.35 = 233.7 \text{ кН};$$

$$Q_B = (-0.6 \times 27.2 - 0.617 \times 57.6) 6.35 = -329.3 \text{ кН}.$$

За рахунок перерозподілу зусиль розрахункові згинальні моменти в прольоті й на опорі

$$M_{прол} = 0.9 M_I = 0.9 \times 322.3 = 290 \text{ кНм};$$

$$M_{он} = /0.75 M_B / - /0.5 Q_B h_k / = 0.75 \times 381.4 - 329.3 \times 0.4 / 2 = 220 \text{ кНм}.$$

### 3.5. Розрахунок міцності ригеля в нормальних перерізах

Приймаємо бетон класу В25, арматуру класу А400С.

#### А. Армвання в прольоті

Робочу висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 59 \text{ см}$  для дворядного розташування арматури.

$$\alpha_m = 29000 / 1.45 \times 25 \times 59^2 = 0.23; \quad \zeta = 0.867;$$

$$A_s = 29000 / 0.867 \times 37.5 \times 59 = 15.11 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø25А400С + 2Ø22А400С ( $A_s = 17.42 \text{ см}^2$ ).

#### Б. Армвання на опорі (для однорядного розташування арматури

$h_0 = 61 \text{ см}$ )

$$\alpha_m = 22000 / 1.45 \times 25 \times 61^2 = 0.163; \quad \zeta = 0.91;$$

$$A_s = 22000 / 0.91 \times 37.5 \times 61 = 10.57 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28А400С ( $A_s = 12.32 \text{ см}^2$ ).

### 3.6. Розрахунок міцності ригеля в похилих перерізах

Розрахунок виконують на  $Q_{max} = Q_B = 329.3$  кН.

Поперечну арматуру приймаємо в двох каркасах  $2\varnothing 8A400C$  ( $A_s = 1.01$  см<sup>2</sup>).

Крок поперечної арматури в крайніх чвертях прольоту  $S_{w1} = 20$  см, в середині прольоту  $S_{w2} = 30$  см.

Перевірку забезпечення міцності похилих перерізів виконують за наведеним раніше алгоритмом. Вважаємо, що всі перевірки виконані і міцність похилих перерізів з прийнятою арматурою достатня.

### 3.7. Конструювання ригеля. Економічне армування

Прольотну робочу арматуру розташовуємо в двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймаємо конструктивно –  $2\varnothing 14A400C$ .

Опорну робочу арматуру розташовуємо в каркасах Кр1. Ця арматура має рекомендовану довжину чверті прольоту і стикується з верхньою конструктивною арматурою.

Армування полиць ригеля виконують гнутими каркасами Кр2.

При конструюванні ригеля цивільної або промислової будівлі раціонально розташовувати поздовжню робочу арматуру відповідно до епюри згинальних моментів. Так, у прикладі армування ригеля промислової будівлі можна по всій довжині ригеля укласти лише  $2\varnothing 22A400C$  з площею перерізу  $7.6$  см<sup>2</sup>, а  $2\varnothing 25A400C$  з площею перерізу  $9.82$  см<sup>2</sup> укласти тільки в зоні найбільшого згинального моменту. Для визначення меж обривання цієї арматури будуюмо епюри розрахункових згинальних моментів і моментів фактичної несучої здатності під схемою армування ригеля (рис. 15).

Визначаємо фактичну несучу здатність різних перерізів ригеля.

1. Несуча здатність перерізу з усією прольотною арматурою ( $A_s=17.42$  см<sup>2</sup>)

$$\xi = R_s A_s / R_b b h_0 = 37.5 \times 17.42 / 1.45 \times 25 \times 59 = 0.305; \quad \zeta = 0.847;$$

$$M_{sect} = \zeta R_s A_s h_0 = 0.847 \times 37.5 \times 17.42 \times 59 = 32645 \text{ кНсм} = 326.5 \text{ кНм}.$$

2. Несуча здатність перерізу із залишеною арматурою 2Ø22A400C ( $A_s=7.6 \text{ см}^2$ )

$$\xi = 37.5 \times 7.6 / 1.45 \times 25 \times 59 = 0.133; \quad \zeta = 0.933;$$

$$M_{sect} = 0.933 \times 37.5 \times 7.6 \times 59 = 15688 \text{ кНсм} = 157 \text{ кНм}.$$

3. Несуча здатність опорного перерізу з 2Ø28A400C ( $A_s=12.32 \text{ см}^2$ )

$$\xi = 37.5 \times 12.32 / 1.45 \times 25 \times 61 = 0.209; \quad \zeta = 0.896;$$

$$M_{sect} = 0.896 \times 37.5 \times 12.32 \times 61 = 25251 \text{ кНсм} = 253 \text{ кНм}.$$

4. Несуча здатність на негативний згинальний момент в прольоті з 2Ø14A400C ( $A_s=3.08 \text{ см}^2$ ):  $\xi = 37.5 \times 3.08 / 1.45 \times 25 \times 61 = 0.052; \quad \zeta = 0.974;$

$$M_{sect} = 0.974 \times 37.5 \times 3.08 \times 61 = 6862 \text{ кНсм} = 68.6 \text{ кНм}.$$

Арматура, що обривається в прольоті (2Ø25A400C), має довжину більше теоретичної на величину  $w = 50\varnothing = 50 \times 25 = 1250 \text{ мм}$  з кожного краю.

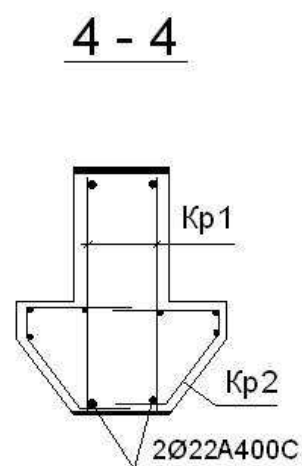
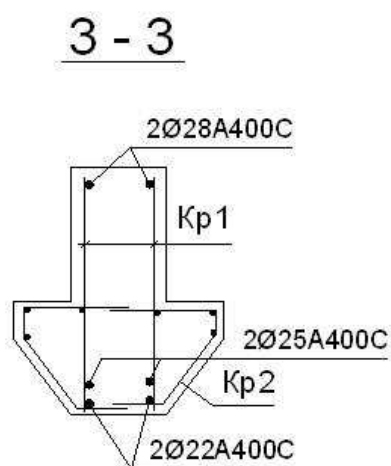
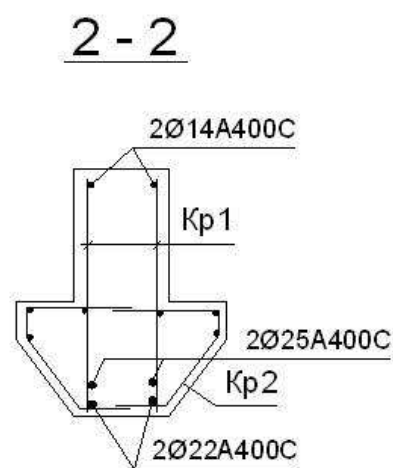
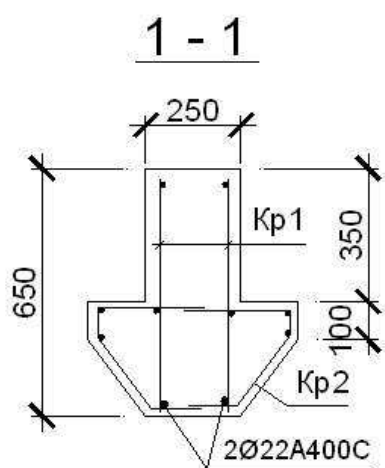
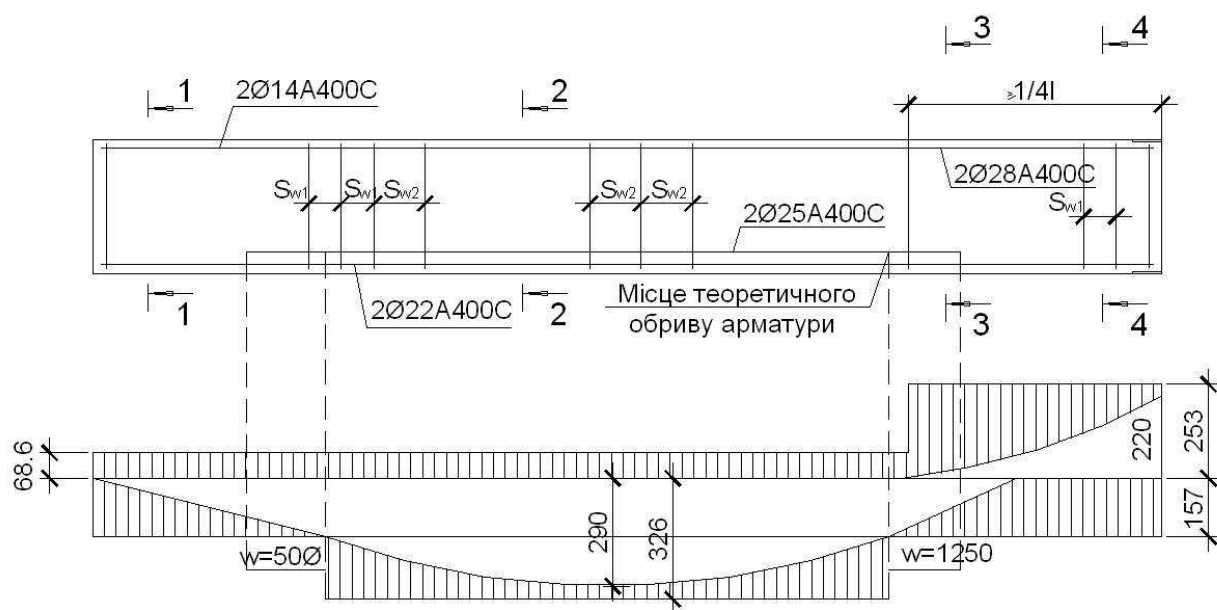


Рис. 15



## 4. Розрахунок колони будівлі

У даному проекті колону розраховують як умовно центрально стиснуту. Алгоритм розрахунку колон цивільної й промислової будівель однаковий. Як приклад розглядаємо розрахунок колони промислової будівлі.

### 4.1. Навантаження на колону

Для розрахунку приймаємо такі додаткові дані:

- число поверхів  $n = 4$ ;
- висота кожного поверху  $H_{нов} = 3.6$  м;
- місце будувannya – м. Харків;
- тип покриття – бездахове;
- термін експлуатації будівлі – 50 років.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» експлуатаційна величина снігового навантаження для м. Харкова  $s_0 = 1.6$  кН/м<sup>2</sup>, з них квазіпостійна величина (тривала частина навантаження) складає

$$S_p = 0.4s_0 - 0.16 = 0.4 \times 1.6 - 0.16 = 0.48 \text{ кН/м}^2.$$

Для терміну експлуатації будівлі 50 років коефіцієнт надійності для снігового навантаження  $\gamma_f = 1.0$ .

Вантажна площа, з якої збирають навантаження на колону,

$$A = L \times l = 6.4 \times 6 = 38.4 \text{ м}^2.$$

Розрахункове навантаження на колону визначають на рівні підлоги першого поверху.

Навантаження на колону рахуємо в табличній формі (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

№	Найменування навантаження	Характеристичне, кН	$\gamma_f$	Розрахункове, кН
1	2	3	4	5
	<u>А. Постійне</u>			
1	Покрівля рулонна 0.1×38.4	3.84	1.3	5.0
2	Цементний розчин ( $\delta=2$ см, $\rho=20$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.02×20×38.4	15.36	1.3	20.0
3	Утеплення, пароізоляція ( $\delta=10$ см, $\rho=6$ кН/м <sup>3</sup> ) 0.1×6×38.4	23.04	1.3	30.0
4	Плити покриття 2.4×38.4	92.16	1.1	101.4
5	Вага конструкції трьох перекриттів ( див. табл. 3.1) 3.784×3×38.4	-	-	436.0
6	Вага нижньої частини ригелів на всіх поверхах (0.55×0.35 – 0.15×0.2)25×6.4×4	104.0	1.1	114.4
7	Власна вага колони 0.4×0.4×3.6×25×4	57.6	1.1	63.4
	<u>Всього постійне</u>			770.2
	<u>Б. Змінне тривале</u>			
8	– на перекриттях $v/2 \times 4 \times (n-1)$ 4.8×38.4×3	-	-	553.0
9	– на покритті (сніг) 0.48×38.4	18.4	1.0	18.4
	<u>В. Змінне короткочасне</u>			
10	– на перекриттях 4.8×38.4×3	-	-	553.0
11	– на покритті (сніг) (1.6–0.48)38.4	43.0	1.0	43.0
	Всього тривале Всього короткочасне Повне	$N_l = 770.2 + 553 + 18.4 = 1342$ кН $N_c = 553 + 43 = 596$ кН $N = 1342 + 596 = 1938$ кН		

#### 4.2. Конструктивний розрахунок колони

Розрахункову довжину колони для багатоповерхової будівлі зі збірних елементів приймають  $l_0 = H_{нов.} = 3.6$  м.

Гнучкість колони  $\lambda_h = l_0 / h_k = 360 / 40 = 9$ .

Співвідношення  $N_l / N = 1342 / 1938 = 0.692$ .

З таблиці додатка 5 визначаємо коефіцієнти  $\varphi_b = 0.903$ ,  $\varphi_r = 0.91$ .

Приймаємо для колони бетон класу В20; арматуру класу А400С.

Розрахунок виконують методом ітерації.

В першому наближенні приймаємо рекомендовану оптимальну величину коефіцієнту армування (1%):  $\mu_f = A_s / bh = \mu_{f\text{onm}} = 0.01$ .

Коефіцієнт поздовжнього згину

$$\begin{aligned}\varphi_1 &= \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} A_s / R_b b h = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) 0.01 R_{sc} / R_b = \\ &= 0.903 + 2(0.91 - 0.903) 0.01 \times 37.5 / 1.15 = 0.906 < \varphi_r = 0.91;\end{aligned}$$

$$A_{s1} = (N / \varphi_1 - R_b b h) / R_{sc} = (1938 / 0.906 - 1.15 \times 40 \times 40) / 37.5 = 7.97 \text{ см}^2.$$

Фактично отримано коефіцієнт армування

$$\mu_f = 7.97 / 40 \times 40 = 0.005.$$

Цей коефіцієнт армування приймаємо для другого наближення.

В другому наближенні

$$\varphi_2 = 0.903 + 2(0.91 - 0.903) 0.005 \times 37.5 / 1.15 = \sim 0.906.$$

Таким чином, друге наближення є остаточним, і остаточно приймаємо

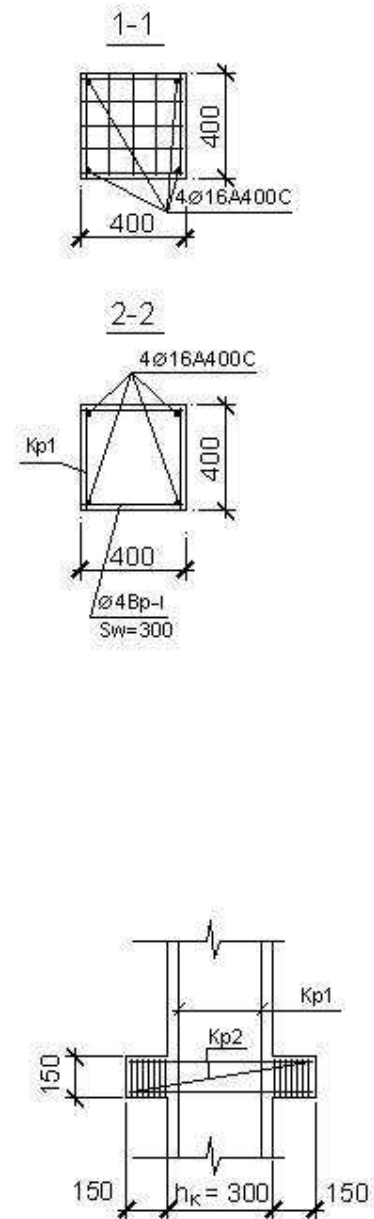
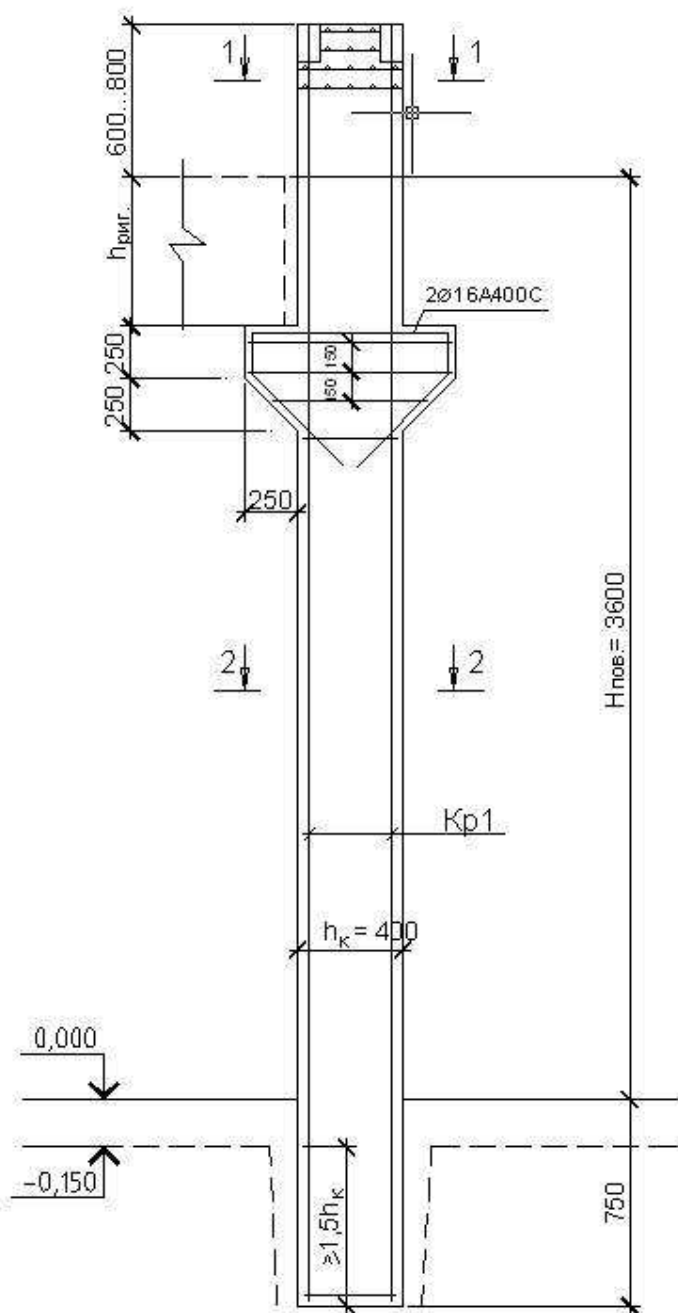
$$A_s = 7.97 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø16 А400С ( $A_s = 8.04 \text{ см}^2$ ).

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно за умови зварювання Ø4Вр-1 з кроком  $s_w = 300 \text{ мм} < 20\varnothing = 320 \text{ мм}$ .

#### **4.3. Конструювання збірної колони першого поверху**

Збірна колона першого поверху має більшу довжину, ніж на інших поверхах. Так, нижня частина колони замурується в стаканній частині фундаменту на глибину  $\geq 1.5 h_k$ , а верхня частина колони протягується до стику з колоною другого поверху. Цей стик розташовують на висоті 600...800 мм від рівня верху перекриття. Зону стику підсилюють сітками непрямого армування (в цьому курсовому проекті приймають конструктивно 4 сітки).



Консолі колони працюють на згин від тиску ригелів. Арматуру консолі приймаємо конструктивно (рис. 16).

Колону цивільної будівлі розраховують за тим самим алгоритмом, що й промислової будівлі. Особливості конструювання стосуються тільки консолі колони. Характер армування консолі колони цивільної будівлі наведений на рис. 17.

## 5. Проектування монолітного фундаменту під збірну колону

Для проектування фундаменту використовують дані попереднього розрахунку колони і додатково – розрахунковий опір ґрунту основи (за завданням).

При проектуванні фундаменту визначають розміри площі підшви, кількість і конфігурацію ступенів і армування фундаменту.

Габаритні розміри фундаменту (підшви, висоти) приймають кратними 300 мм.

Верхня грань фундаменту заглиблюється нижче нульової поверхні підлоги першого поверху на 150 мм.

### 5.1. Визначення площі підшви фундаменту

Розглядаємо приклад розрахунку фундаменту під колону промислової будівлі.

Попередньо визначаємо мінімальну висоту фундаменту за прийнятими рекомендаціями.

Заглиблення колони в стакан фундаменту  $h_{\text{загл.}} = 1.5h_k = 1.5 \times 40 = 60$  см.

Від торця колони до днища стакану резервується 50 мм під підливку бетону. Товщину днища (до арматури) приймають не меншою 200 мм. Відстань від арматури до підшви фундаменту приймають не меншою 50 мм.

Таким чином, для фундаменту під колону промислової будівлі мінімальна висота фундаменту становить

$$h = 600 + 50 + 200 + 50 = 900 \text{ мм} = 0.9 \text{ м.}$$

Заглиблення підшви фундаменту становить

$$H = h + 150 \text{ мм} = 900 + 150 = 1050 \text{ мм} = 1.05 \text{ м.}$$

Розрахункова величина площі підшви фундаменту

$$A_{\phi} = N / \gamma_{fm} (f_0 - \rho_m H),$$

де

$N$  – навантаження на фундамент від колони ( $N = 1938$  кН);

$\gamma_{fm}$  – середня величина коефіцієнту надійності за навантаженням по всіх елементах будівлі (приймають  $\gamma_{fm} = 1.15$ );

$R_0$  – розрахунковий опір ґрунту (приймаємо  $R_0 = 240$  кПа);

$\rho_m$  – середня питома вага бетонного фундаменту і ґрунту над ним (приймають  $\rho_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>).

$$A_\phi = 1938 / 1.15(240 - 20 \times 1.05) = 7.69 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони підосви  $a = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{7.69} = 2.77$  м.

Остаточно приймаємо розміри площі підосви

$$A_\phi = a^2 = 3 \times 3 = 9 \text{ м}^2.$$

Фактичний розрахунковий тиск на ґрунт становить

$$p = N/A_\phi + \rho_m H = 1938/9 + 20 \times 1.05 = 236 \text{ кПа}.$$

## 5.2. Перевірка прийнятої висоти фундаменту

Для проектування фундаменту приймаємо бетон класу В15 ( $R_{bt} = 0.75$  МПа = 750 кПа), арматуру класу А400С ( $R_s = 375$  МПа).

Висоту фундаменту перевіряють за умови міцності на продавлювання.

Продавлювання можливе по бокових гранях піраміди, похилої на 45°, як наведено на рис. 18.

Робоча висота фундаменту

$$h_0 \geq -0.5h_k + 0.5 \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -0.5 \times 0.4 + 0.5 \sqrt{\frac{1938}{750 + 236}} = 0.5 \text{ м}.$$

Висота фундаменту достатня.

## 5.3. Конструювання фундаменту

При конструюванні фундаменту треба вибрати кількість і конфігурацію ступенів відповідно до таких рекомендацій.

1. Товщину стінок стакану фундаменту приймають не менше 200 мм. Із урахуванням відстані бокової поверхні стакану зверху до грані колони (75 мм) перша ступінь буде мати найменший виліт 275 мм.

2. Усі ступені фундаменту мають бути поза межами піраміди продавлювання.

3. Нижня ступінь фундаменту може мати найбільший виліт 600 мм і висоту не менше 300 мм.

Виконуючи ці рекомендації, приймаємо фундамент триступінчатим (рис. 18).

Арматура визначається із розрахунку на згин у трьох розрахункових перерізах. Згинальні моменти в цих перерізах

$$M_{1-1} = 0.125pa(a - h_k)^2 = 0.125 \times 236 \times 3(3 - 0.4)^2 = 598.3 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = 0.125pa(a - a_1)^2 = 0.125 \times 236 \times 3(3 - 1)^2 = 354 \text{ кНм};$$

$$M_{3-3} = 0.125pa(a - a_2)^2 = 0.125 \times 236 \times 3(3 - 2)^2 = 88.5 \text{ кНм}.$$

Необхідна кількість арматури

$$A_{s \ 1-1} = M_{1-1} / 0.9R_s h_0 = 59830 / 0.9 \times 37.5 \times 85 = 20.85 \text{ см}^2;$$

$$A_{s \ 2-2} = M_{2-2} / 0.9R_s h_{01} = 35400 / 0.9 \times 37.5 \times 55 = 19.07 \text{ см}^2;$$

$$A_{s \ 3-3} = M_{3-3} / 0.9R_s h_{02} = 8850 / 0.9 \times 37.5 \times 25 = 10.48 \text{ см}^2.$$

Арматуру приймають за  $A_{s \ max} = 20.25 \text{ см}^2$ .

При виборі армування треба виконувати рекомендації:

- найменший діаметр арматури – 10 мм;
- чарунка в арматурній сітці – 100x100 мм, 150x150 мм або 200x200 мм.

Згідно з рекомендаціями приймаємо в кожному напрямку по 15Ø14A400C ( $A_s = 23.08 \text{ см}^2$ ) з чарункою 200x200 мм.

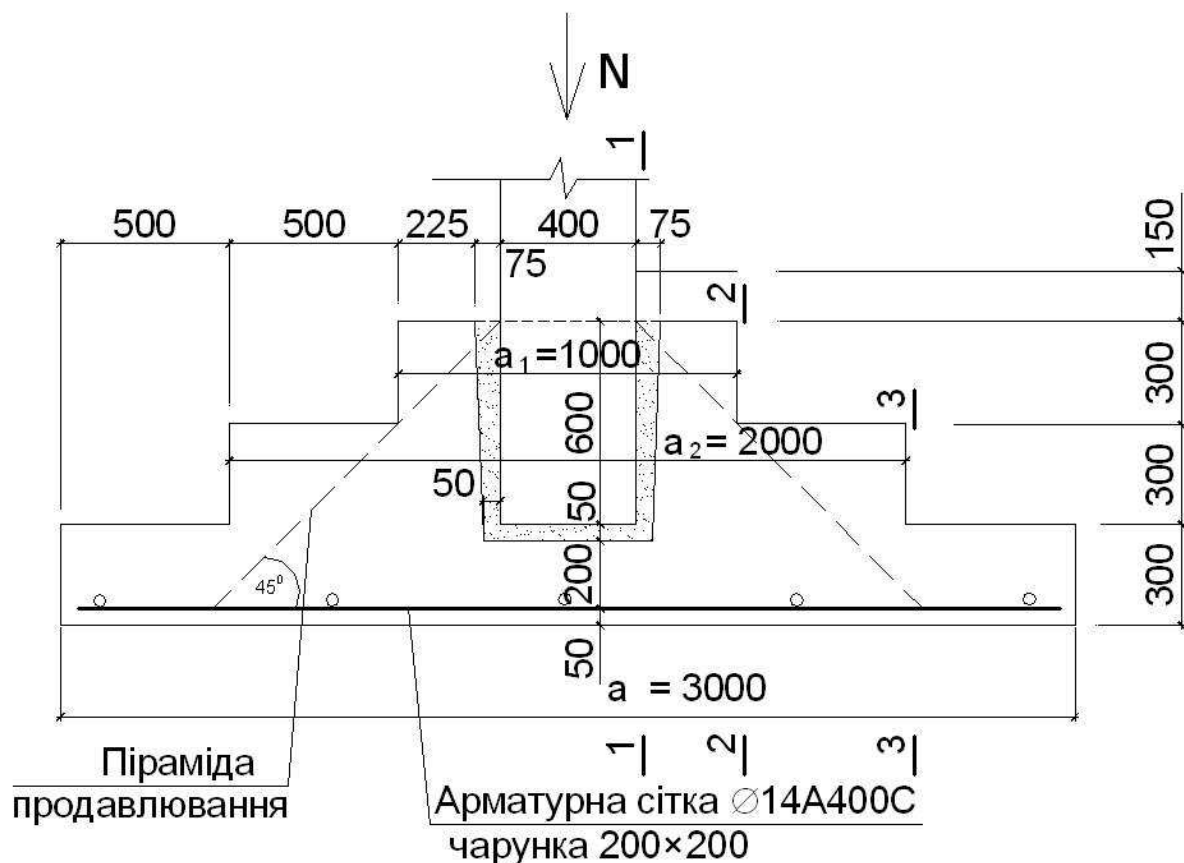


Рис. 18

## 6. Графічна частина проекту

Графічну частину для збірного варіанту будівлі виконують на листі формату A1 разом із монолітним варіантом.

У графічній частині наводяться:

- схема компоновки перекриття;
- поперечний розріз будівлі з маркіровкою збірних елементів;
- опалубочні креслення, схеми армування і арматурні креслення ригеля, колони і фундаменту під колону;
- специфікація арматури ригеля, колони і фундаменту;
- відомість витрат арматури вказаних елементів.

Нижче наведені приклади оформлення креслень розрахованих елементів, специфікації і відомості витрат арматури (рис. 19...21).



# Ригель Р1. Схема армування

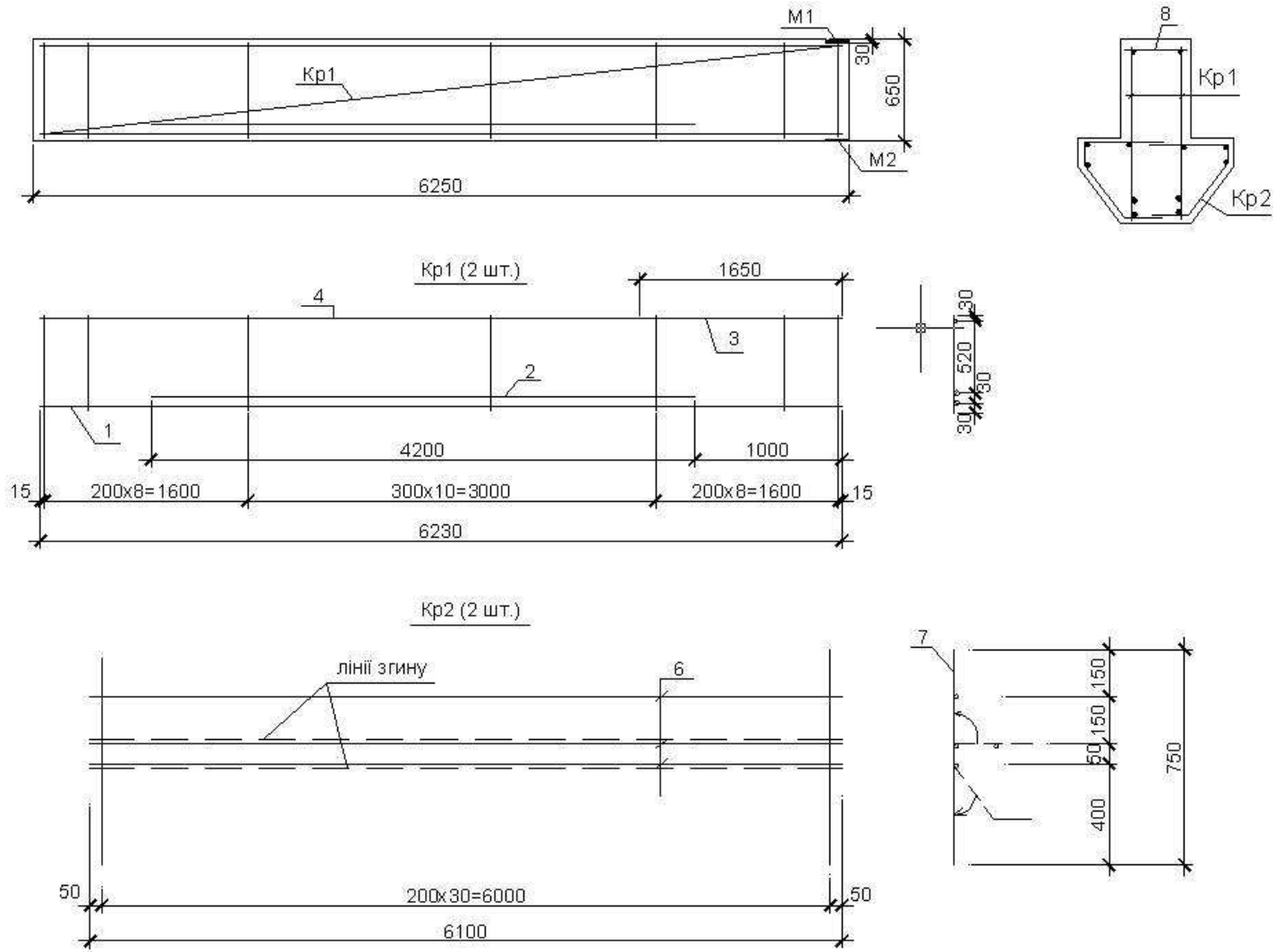


Рис. 19

# Колона К1. Схема армування

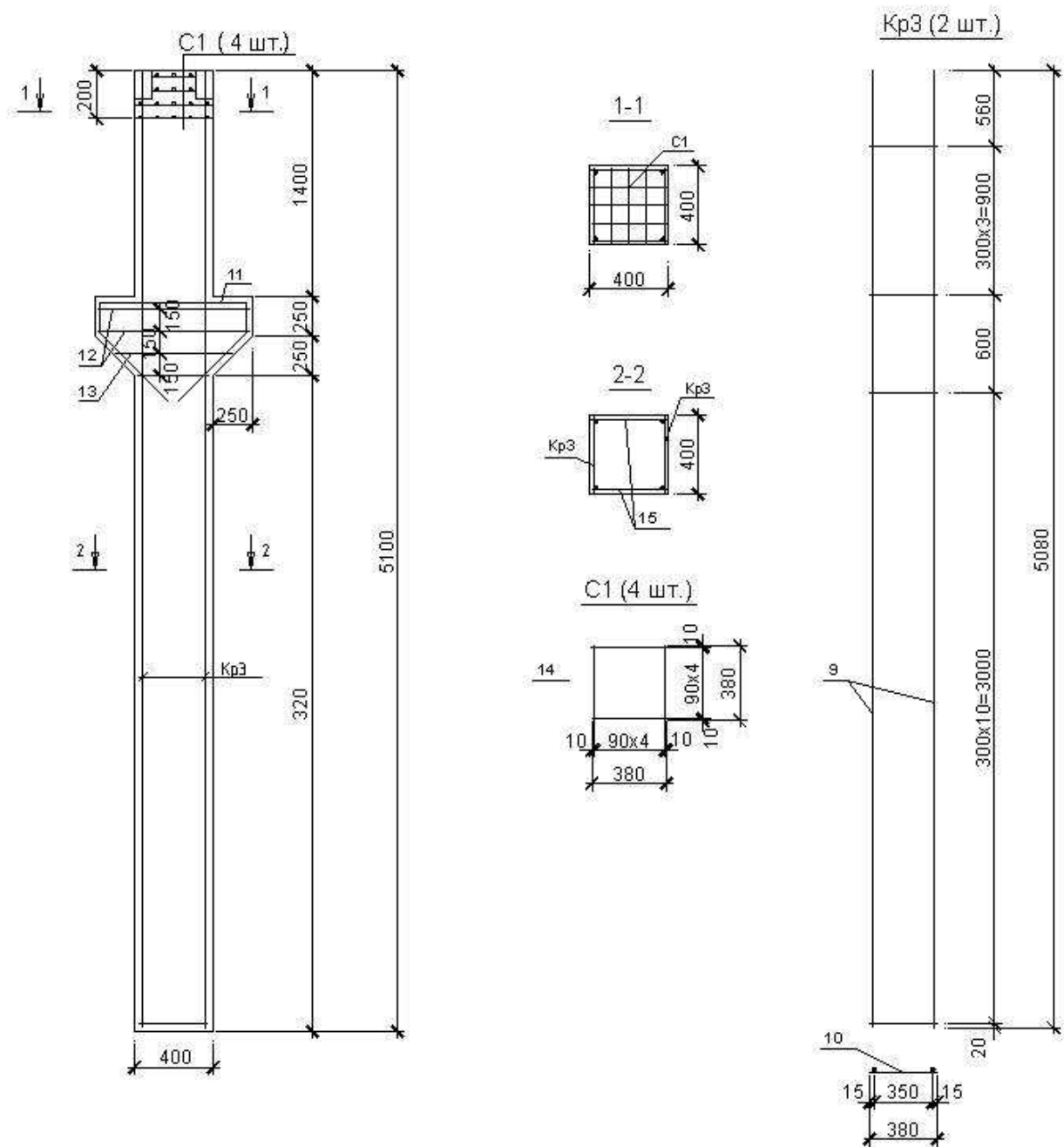
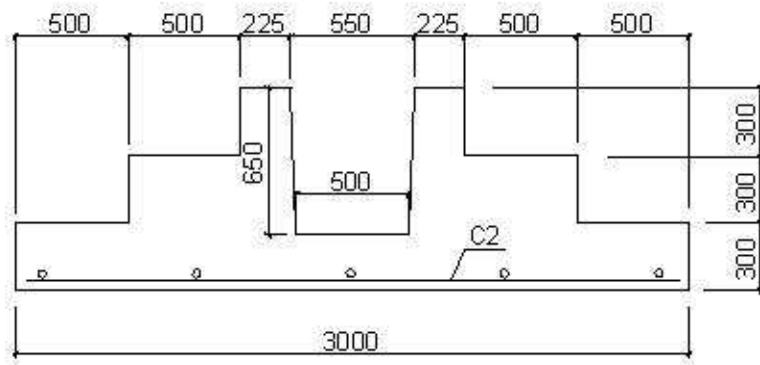


Рис. 20

# Фундамент ФМ1



C2 (1 шт.)

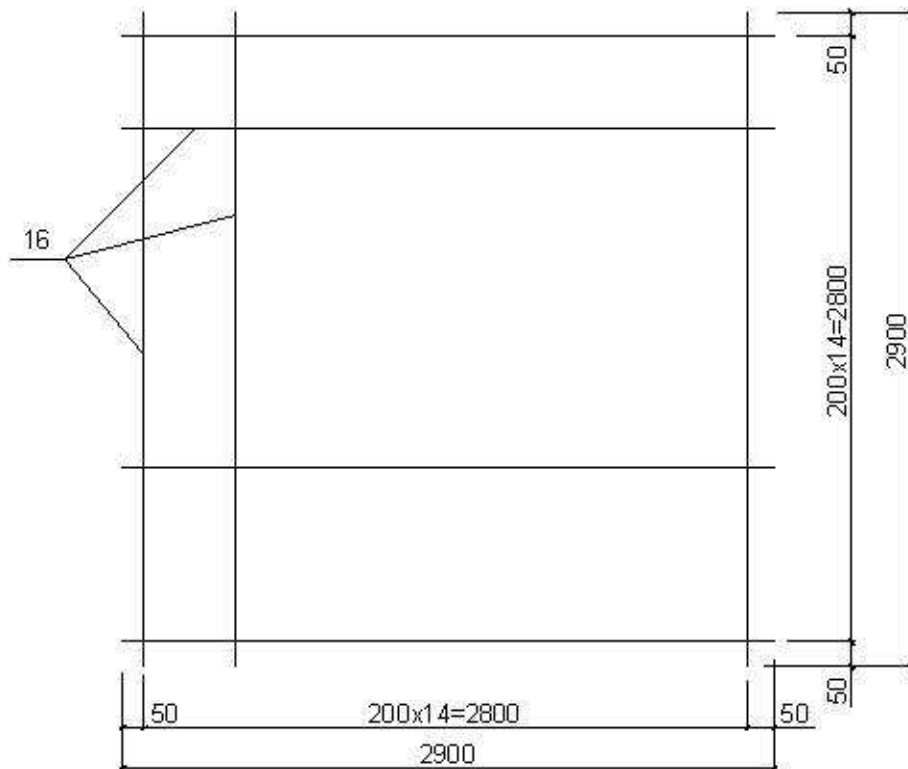


Рис. 21

### Спецификация арматурных изделий

Марка поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед.	Примечание
	ПК-1.5	Плита перекрытия	8		
	C1	Сетка арматурная	1	42.7	42.7
		Сборочные единицы			
1	ДСТУ 3760:2006	Ø12 A400C; l=5730	8	5.1	40.8
2	ГОСТ 6727:80	Ø3 Вр-1; l=1460	23	0.08	1.84
	C2	Сетка арматурная	1	5.38	5.38
		Сборочные единицы			
3	ГОСТ 6727:80	Ø3 Вр-1; l=1440	23	0.079	1.82
4	ГОСТ 6727:80	Ø3 Вр-1; l=5730	8	0.32	3.56
	Кр1	Каркас плоский	8	0.27	2.16
		Сборочные единицы			
5	ГОСТ 6727:80	Ø3 Вр-1; l=200	16	0.011	0.1
6	ГОСТ 6727:80	Ø3 Вр-1; l=1550	2	0.085	0.17
		<u>Детали</u>			

### Список джерел

1. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
2. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 77с.
3. ДБН В.2.6.98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009.
4. Бондаренко В. М. Железобетонные и каменные конструкции. –В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – М. : Высшая школа, 1987. – 383 с.
5. Барашиков А. Я. Залізобетонні конструкції. – К. : Вища школа, 1995.
6. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
7. Шаповалов О. М. Залізобетонні конструкції.– Х. : ХНАМГ, 2005. – 147 с.

**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу;  
модуль пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за I групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_{cm} \cdot 10^3$ , МПа	Примітка
	Стиск $R_b$	Розтяг $R_{bt}$		
B10	6,0	0,57	18,0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
B12,5	7,5	0,66	21,0	
B15	8,5	0,75	23,0	
B20	11,5	0,90	27,0	
B25	14,5	1,05	30,0	
B30	17,0	1,20	32,5	
B35	19,5	1,30	34,5	
B40	22,0	1,40	36,0	

**Значення граничного коефіцієнта  $\alpha_R$**

Клас арматури	$\gamma_{b2}$	Клас важкого бетону		
		<b>B15</b>	<b>B20</b>	<b>B25</b>
<b>A240C</b>	<b>0.9</b>	0.461	0.457	0.451
	<b>1.0</b>	0.453	0.447	0.439
	<b>1.1</b>	0.451	0.444	0.438
<b>A400C</b>	<b>0.9</b>	0.448	0.443	0.437
	<b>1.0</b>	0.436	0.429	0.420
	<b>1.1</b>	0.434	0.425	0.418

## Розрахункові опори й модуль пружності арматури

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$ , МПа
	при розтягу		при стиску $R_{sc}$	
	в поздовжньому напрямку $R_s$	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів $R_{sw}$		
A240C	225	175	225	21
A400C, Ø6...8	365	290	365	20
	375	290	375	20
Ø10...40				
A400C терм. зміцнена	365	290	365	20
A500C, Ø8...22	450	290	450	19
	435	290	435	19
Ø25...32				
A600	520	415	450	19
Bp I, Ø3	375	270	375	17
	Ø4	370	370	17
	Ø5	360	360	17
B II, Ø3	1240	990	390	20
	Ø4	940	390	20
	Ø5	890	390	20
	Ø6	835	390	20
	Ø7	785	390	20
	Ø8	730	390	20
Bp II, Ø3	1200	970	-	20
	Ø4	910	-	20
	Ø5	830	-	20
	Ø6	785	-	20
	Ø7	735	-	20
	Ø8	675	-	20
K-7, Ø6	1200	970	-	18
	Ø9	910	-	18
	Ø12	890	-	18
	Ø15	865	-	18
K-19, Ø14	1180	940	-	18

**Допоміжна таблиця для розрахунку елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з одиночною арматурою**

$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0.5\xi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0.5\xi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0.5\xi$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,95	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Коефіцієнти  $\varphi_b, \varphi_r$  для розрахунку центрально стиснутих елементів

$N_l/N$	$\varphi_b$							
	при $\lambda_h = l_0/h_k$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
<b>0</b>	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.86	0.83	0.80
<b>0.5</b>	0.92	0.91	0.90	0.88	0.85	0.81	0.78	0.65
<b>1.0</b>	0.92	0.91	0.89	0.86	0.81	0.74	0.63	0.55
$N_l/N$	$\varphi_r$							
	при $\lambda_h = l_0/h_k$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
<b>0</b>	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.87	0.84	0.81
<b>0.5</b>	0.92	0.92	0.91	0.90	0.87	0.84	0.80	0.75
<b>1.0</b>	0.92	0.91	0.90	0.88	0.86	0.82	0.77	0.70



## Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B-1, Bp-1	B-II, Bp-II,
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

### Додаток 7

**Згинальні моменти  $M = (\alpha g + \beta v)l_0^2$  і поперечні сили  $V = (\gamma g + \delta v)l_0$   
багатопрольотної балки**

№	Схема навантаження		Прольотні моменти		Опорні моменти			Поперечні сили		
			$M_1$	$M_2$	$M_B$	$M_C$		$V_A$	$V_B^{\text{лів.}}$	$V_B^{\text{пр.}}$
1		$\alpha$	0,08	0,025	-0,1	-0,1	$\gamma$	0,4	-0,6	0,5
2		$\beta$	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	$\delta$	0,45	-0,55	0
3			—	—	-0,117	-0,033		0,383	-0,617	0,58

Навчальне видання

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту № 1,  
практичних занять та самостійної роботи

з дисципліни

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»**

**РОЗДІЛ 2. ПРОЕКТУВАННЯ ЗБІРНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТЯ,  
КОЛОН І ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЛІ З НЕПОВНИМ КАРКАСОМ**

(для студентів 3-4 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки  
6.060101 «Будівництво» спеціальностей «Промислове і цивільне  
будівництво» та «Охорона праці в будівництві»)

Укладачі: **СТОЯНОВ Євген Геннадійович,**  
**ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна,**  
**ШАПОВАЛОВ Олександр Микитович**

Відповідальний за випуск: *Г. А. Молодченко*

Редактор: *О. Ю. Кригіна*

Комп'ютерне верстання: *Н. О. Псурцева*

План 2011, поз. 2 М

---

Підп. до друку 21.04.2011 р.	Формат 60×84/16
Друк на ризографі.	Ум.-друк. арк. 1,6
Тираж 150 пр.	Зам. №

Видавець і виготовлювач:  
Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.